

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

FABBRICATI VIAGGIATORI

Stazione di Pontecagnano

Relazione di calcolo opere provvisionali

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

NN1X 10 D 78 CL FV0300 002 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Sett-2020	G.Romano	Sett-2020	M.D'Avino	Sett-2020	D.Tiberti
B	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.D'Avino	Ott-2020	D.Tiberti
C	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Dic-2020	G.Romano	Dic-2020	M.D'Avino	Dic-2020	D.Tiberti

NN1X.1.0.D.78.CL.FV.03.0.0.002.C

n. Elab.:

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Tecnica
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Dante Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10578

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	5
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i>	5
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i>	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
4.1.1	<i>Calcestruzzo riempimento micropali</i>	6
4.2	ACCIAIO	6
4.2.1	<i>Acciaio armatura micropalo</i>	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	7
6	CRITERI DI VERIFICA PARATIE	8
6.1	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE	8
6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE SLE.....	8
6.1	VERIFICHE STRUTTURALI TIRANTI DI ANCORAGGIO	9
7	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	10
7.1	SPINTA DEL TERRENO.....	10
7.2	BALLAST	10
7.3	CARICHI ACCIDENTALI	10
7.4	AZIONE SISMICA	12
8	COMBINAZIONI DI CARICO	12
9	MODELLO DI CALCOLO PARATIA TIRANTATA	15
9.1	FASI DI SCAVO E STAGE DI CALCOLO	15
9.2	DATI GEOTECNICI DI INPUT	16
9.3	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	17
9.3.1	<i>Verifica paratia</i>	17
9.3.2	<i>Verifica tiranti</i>	<i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i>
9.3.3	<i>Verifica trefoli in acciaio dei tiranti</i>	<i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i>
9.3.4	<i>Verifiche travi di ripartizione</i>	<i>Errore. Il segnalibro non è definito.</i>
10	MODELLO DI CALCOLO PARATIA PUNTONATA	27
10.1	FASI DI SCAVO E STAGE DI CALCOLO	27
10.2	DATI GEOTECNICI DI INPUT	29
10.3	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	30
10.3.1	<i>Verifica paratia</i>	30
10.3.2	<i>Verifica puntone</i>	35

1 PREMESSA

Nella presente relazione si dimensionano delle opere provvisionali necessarie per la realizzazione della stazione Pontecagnano.

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto con le relative condizioni e combinazioni, e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, aggiornamento delle “*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*” e le relative specifiche ferroviarie (cfr par. 3.1.2)

- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni sismiche;
- azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere provvisionali in corrispondenza della stazione di Pontecagnano. Tali opere consistono in paratie di micropali dotati di armatura tubolare in acciaio; sulla testa di tali micropali viene realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato.

Vengono analizzate 2 tipologie diverse di opere: la prima è una paratia di micropali con cavalletto, necessaria in fase iniziale per aprire lo scavo e realizzare un tratto di sottopasso; la seconda è una paratia di micropali puntonata, necessaria per il completamento della struttura.

Entrambe le paratie sono costituite da micropali di diametro di $\Phi 300$ mm posti ad interasse di 0.45 m e con una lunghezza pari a 12 m. L'armatura in acciaio S235JR è costituita da un tubolare $\Phi 219.1$ spessore 10 mm.

La paratia a cavalletto è caratterizzata da cavalletti realizzati con micropali inclinati a 20° rispetto alla verticale, di diametro $\Phi 300$ mm, posti ad interasse di 1.35 m; la paratia puntonata è caratterizzata da un ordine di puntoni di diametro $\Phi 244.5$ spessore 10 mm posti alla stessa quota del cordolo con lunghezza massima di 9.940 m e passo massimo di 5 m.

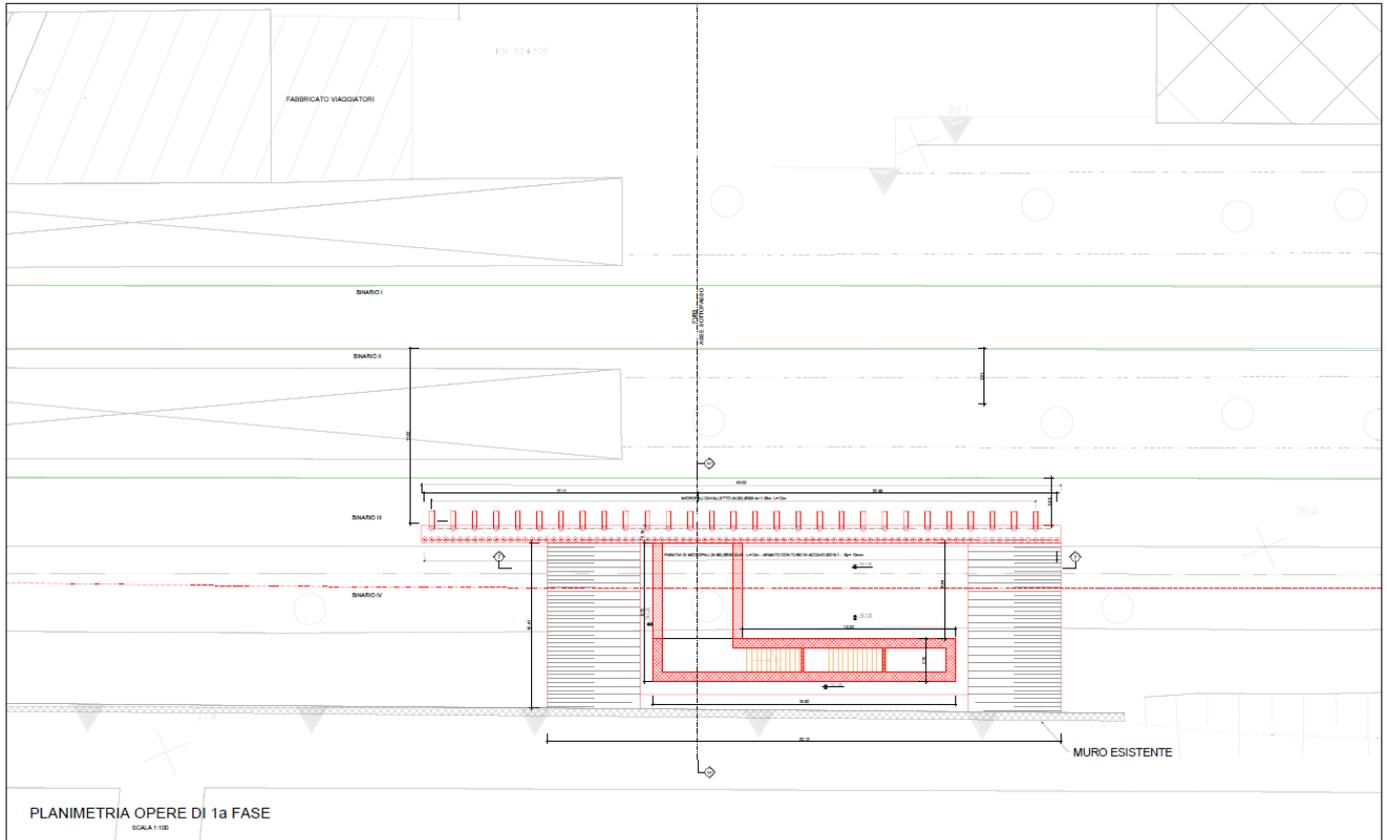


Figura 1 – Pianta fase iniziale

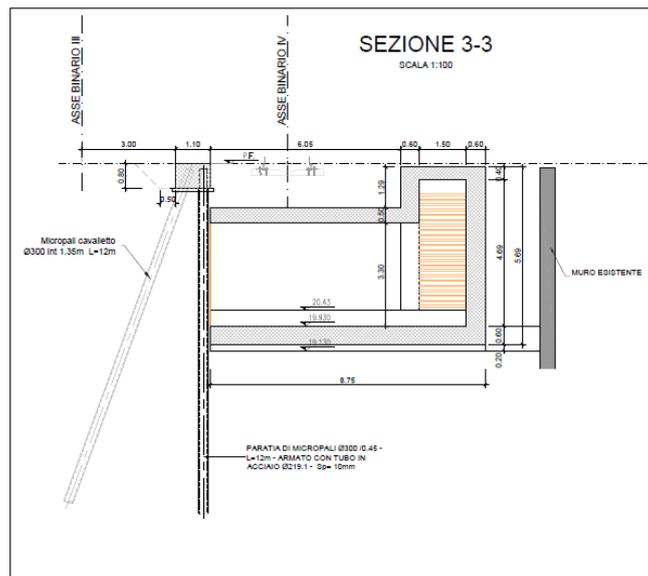


Figura 2 – Sezione paratia di micropali tirantata.

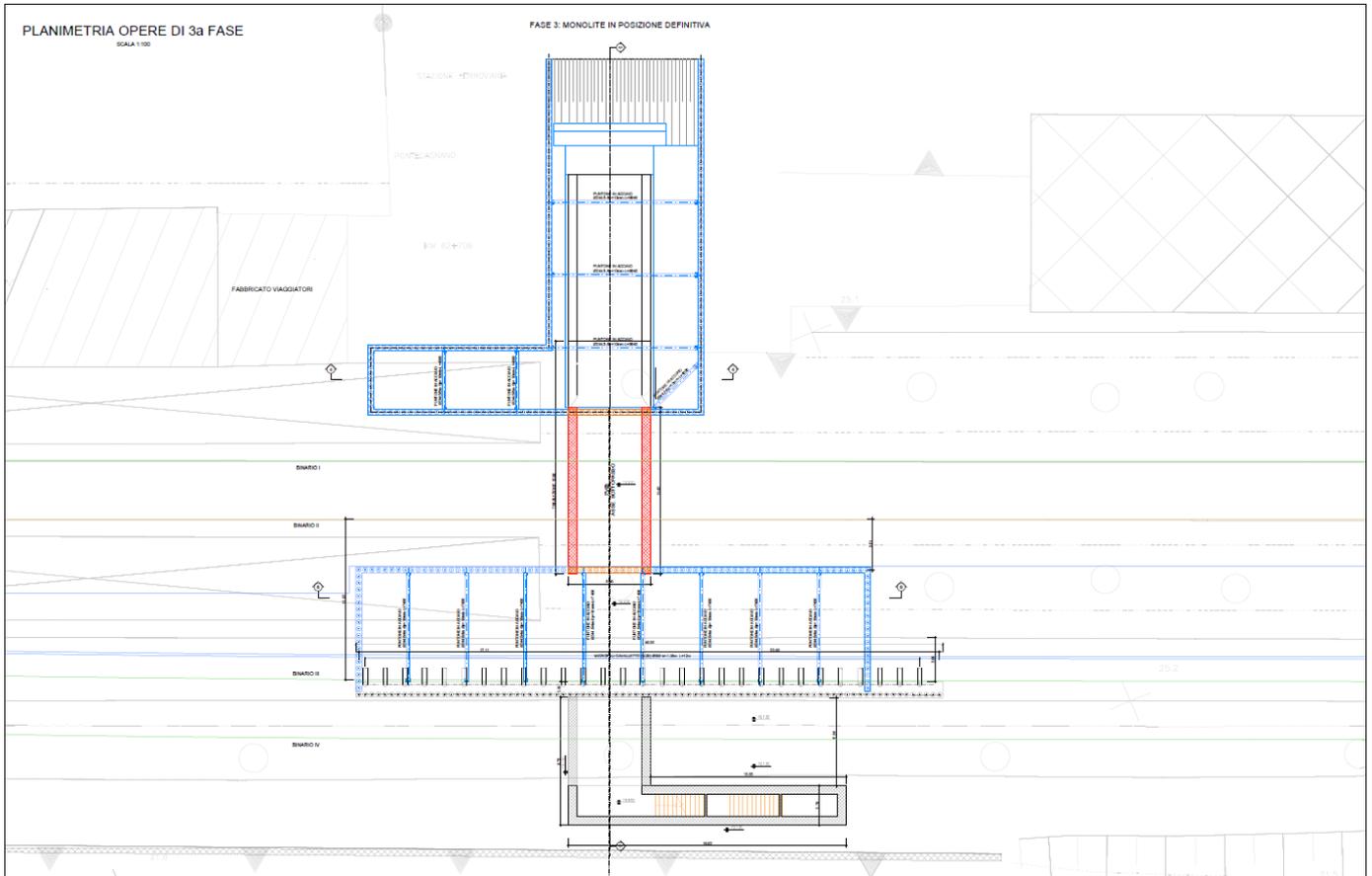


Figura 3 – Pianta fase 2

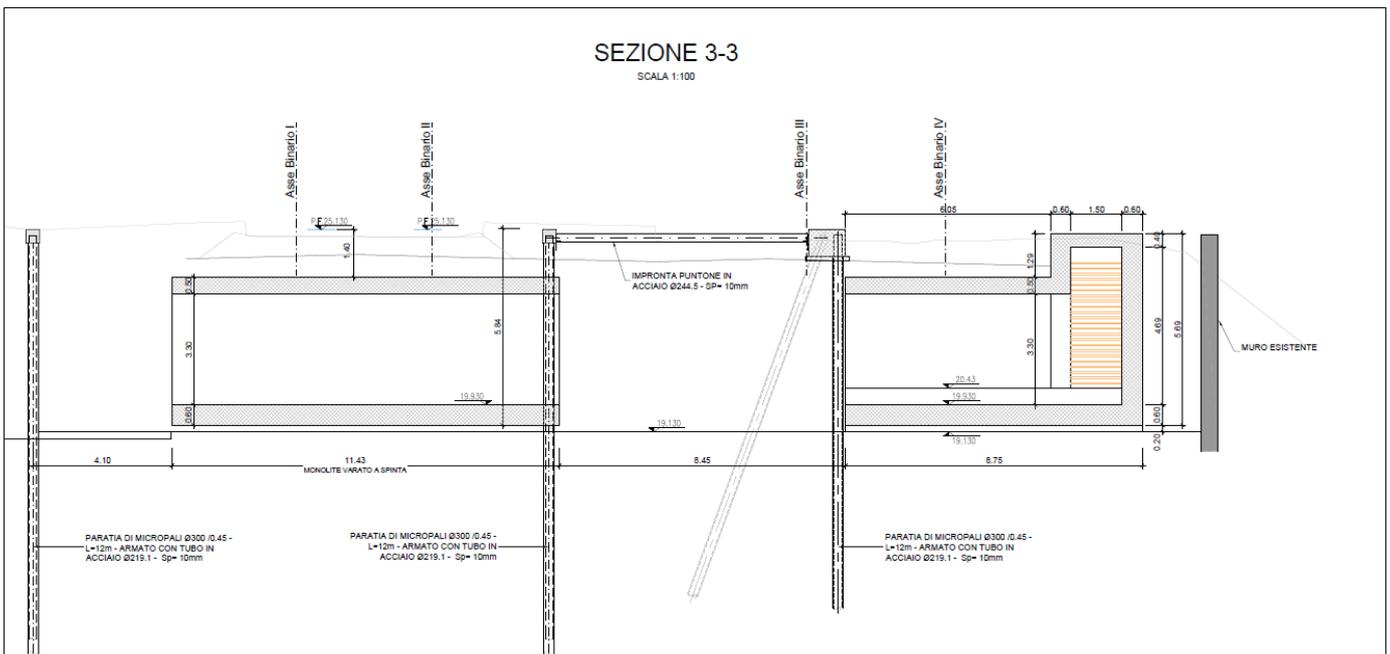


Figura 4 – Sezione paratia puntonata.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1400D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”.

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Calcestruzzo riempimento micropali

– classe di resistenza	C25/30
– modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2.15 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$.

4.2 ACCIAIO

4.2.1 Acciaio armatura micropalo

tipologia S235JR:

Rapporto a/c max	0.50
Classe di Resistenza minima	C25/30
Tipo di Cemento	CEM III-V

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione delle barriere antirumore e i relativi micropali è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

La tipologia di opera analizzata si sviluppa per tutto lo sviluppo della linea: per le verifiche geotecniche si considera a favore di sicurezza l'unità geotecnica L1 essendo quella con caratteristiche peggiori.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E' = E_0/5$
	γ	ϕ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo scarsa consistenza L1	19	23	3	35	140	<10	$3,5 \cdot 10^{-6}$	28

Figura 5. Parametri geotecnici.

La falda è considerata ad una profondità di 8.00 m da p.c.

6 CRITERI DI VERIFICA PARATIE

6.1 VERIFICHE GEOTECNICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE

Le verifiche delle paratie sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi,
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Per le strutture di sostegno flessibili si adotta l'Approccio Progettuale 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 17/01/2018):

- combinazione 1: A1 + M1 + R1
- combinazione 2: A2 + M2 + R2.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R2); per le verifiche di stati limite ultimi STR l'analisi è stata invece condotta con la combinazione 1 (A1+M1+R1).

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus.

Al fine di rispettare le richieste della Normativa in merito al modello geometrico di riferimento (§6.5.2.2 DM 17/01/2018) nel caso di opere in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle è diminuita della quantità prevista, per opere vincolate:

$$\Delta h = \min (0.5; 10\% \Delta t)$$

in cui Δt è la differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo.

Per le verifiche di stabilità globale è stato applicato l'Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2 – tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 17/01/2018).

6.2 VERIFICHE GEOTECNICHE SLE

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

6.1 VERIFICHE STRUTTURALI TIRANTI DI ANCORAGGIO

Gli Stati Limite Ultimi per questa tipologia di opere si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e del raggiungimento della resistenza dei materiali strutturali da cui sono composti.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare verificata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

con specifico riferimento allo stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione è da effettuarsi con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, utilizzando per i coefficienti A1 ed M1 i valori riportati nelle Tab. 6.2.I e Tab 6.2.II del DM 17/01/2018 e per le resistenze i valori riportati in Tab. 6.6.I del DM17/01/2018.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto (Ed) con la resistenza di progetto Rad, determinata applicando alla resistenza caratteristica Rsk i coefficienti parziali YR riportati nella tabella precedente, in funzione del tipo di ancoraggio.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio è stato determinato utilizzando metodi analitici, pertanto il valore di questa deve essere assunto come il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati in Tab. 6.6.II del DM 17/01/2018, in funzione del numero di verticali di indagine che consentono la completa identificazione del modello geotecnico del sottosuolo per il terreno interessato dalle fondazioni degli ancoraggi.

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi, inoltre, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza del terreno M1 (pertanto non vengono ridotte le caratteristiche dei terreni in cui le fondazioni degli ancoraggi verranno realizzate).

La lunghezza libera del tirante, in assenza di evento sismico è definita dall'intersezione con un piano inclinato di $(45^\circ - \varphi/2)$ sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante 0.20 h.

7 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell’ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell’evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all’unità di sviluppo dell’opera, pertanto sono tutti definiti rispetto all’unità di lunghezza.

7.1 SPINTA DEL TERRENO

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo Paratie, la spinta del terreno viene determinata investigando l’interazione statica tra il terreno e la struttura deformabile, a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia. I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

7.2 BALLAST

Viene considerato un carico permanente dovuto alla sovrastruttura ferroviaria pari a 14.4 kN/m^2 ($=18 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.8\text{m}$) agente su una striscia di 5.6 m.

7.3 CARICHI ACCIDENTALI

Le azioni variabili su opere di sostegno sono definite dal par. 3.5.2.3.4 del Manuale di progettazione Parte II – Sezione 3 Corpo Stradale.

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il carico verticale dovuto al treno di carico SW2 uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano campagna. Il treno di carico SW2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Il treno di carico SW2 è schematizzato nella figura seguente.

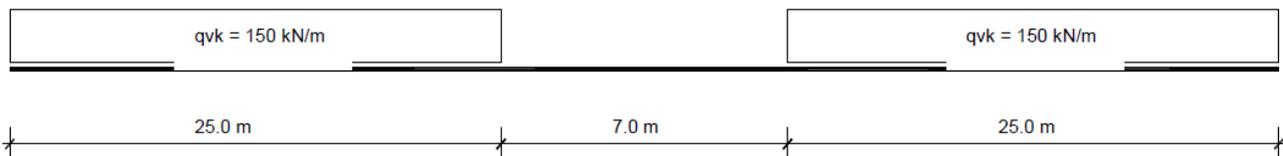


Figura 6 – Treno di carico SW2.

Per la ripartizione si considera

- $Bt = 2.40 \text{ m} + 2 \times 0.40/4 = 2.60 \text{ m}$

I carichi verticali sono definiti per mezzo dei modelli di carico elencati nella seguente tabella. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente α che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Figura 7 – Coefficienti α per modelli di carico.

Il valore considerato di carico distribuito in corrispondenza della zona sopra la soletta, risulta dunque:

$$Q = 150 \text{ kN} \quad q_{var} = (150/2.60) * 1.0 = 57.7 \text{ kN/m}^2$$

Di seguito, si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che le opere appartenenti alla tratta in esame sono idonee a sostenere tale carico.

7.4 AZIONE SISMICA

La paratia in oggetto è un'opera provvisoria caratterizzata da una vita nominale di progetto inferiore a 2 anni, pertanto non vengono eseguite verifiche in condizioni sismiche.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots ;$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots ;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots ;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre che l'azione del vento ed l'azione aerodinamica sono state considerate come un'unica azione variabile.

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 002	C	13 di 37

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico g_r della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

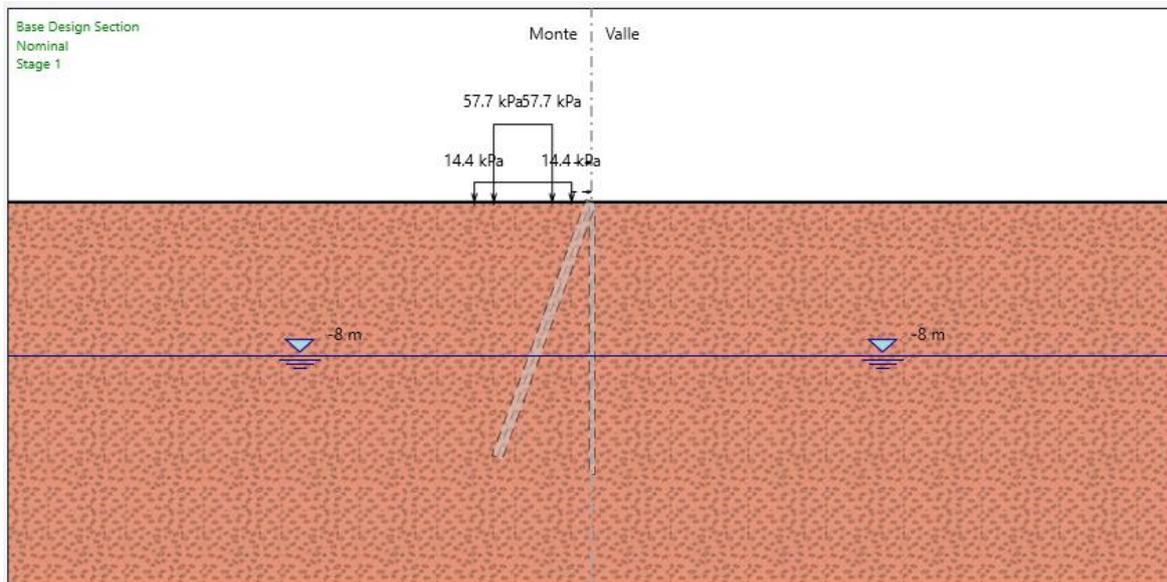
Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

9 MODELLO DI CALCOLO PARATIA CON CAVALLETTO

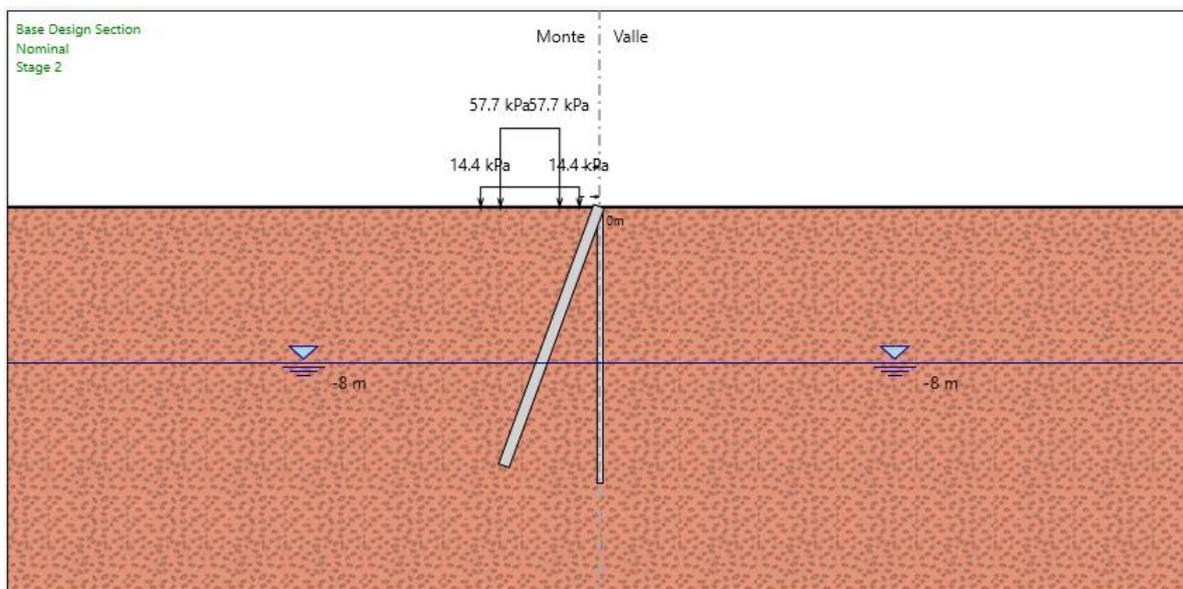
La modellazione dei micropali è stata affrontata mediante l'ausilio del software Paratie Plus 2018, un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da una paratia e permette di valutare il comportamento delle pareti durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

9.1 FASI DI SCAVO E STAGE DI CALCOLO

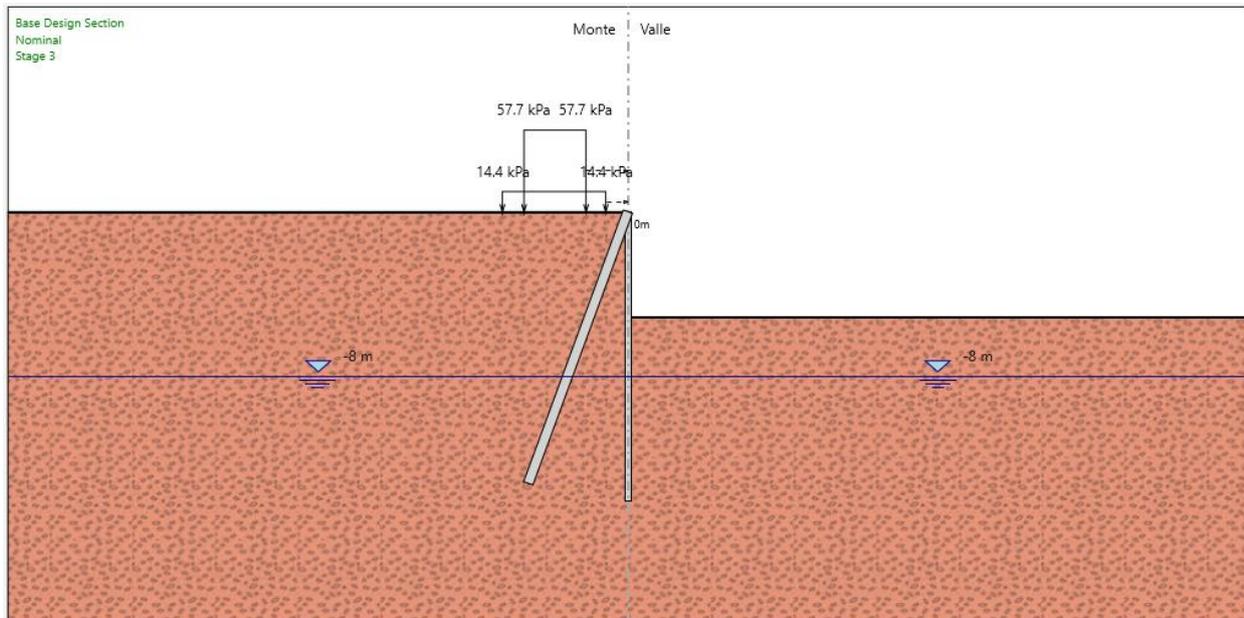
Stage 1 - Geostatica



Stage 2 – Realizzazione micropali $\phi 300$, interasse 0.45 m, $L = 12$ m (+0.40 m cordolo), con cavalletto $\phi 300$, interasse 1.35 m, $L = 12$ m



Stage 3 – Scavo fino a quota fondo scavo, -5.15 m da piano campagna.



Stage 4 – Realizzazione 1° ordine di tiranti a quota -1m da piano campagna

9.2 DATI GEOTECNICI DI INPUT

Tipologia struttura di sostegno	pali $\phi 300$ ad interasse 0.45 m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 12.40$ m (12.00 m + 0.40 m cordolo)
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 5.15$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti a monte	$g = 14.40$ kPa
Sovraccarichi permanenti a valle	$g = 0$ kPa
Sovraccarichi accidentali a monte	$q = 57.7$ kPa
Sovraccarichi variabili a valle	$q = 0$ kPa

9.3 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

9.3.1 Verifica paratia

La paratia è costituita da micropali di diametro $\Phi 300$ mm, posti a interasse di 0.45 m, di lunghezza pari a 12 m, con armatura $\Phi 219.1$, spessore 10 mm.

A seguire si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli stati limite ultimi e di esercizio:

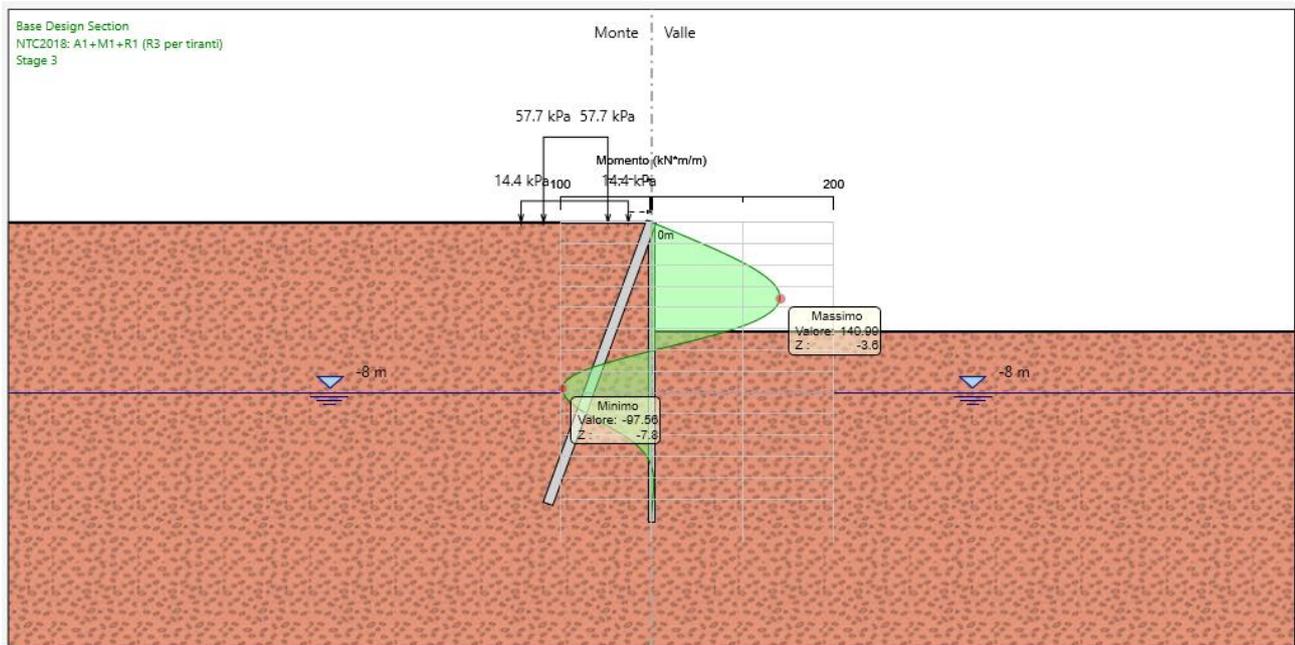


Figura 8. Momenti flettenti – A1+M1+R3

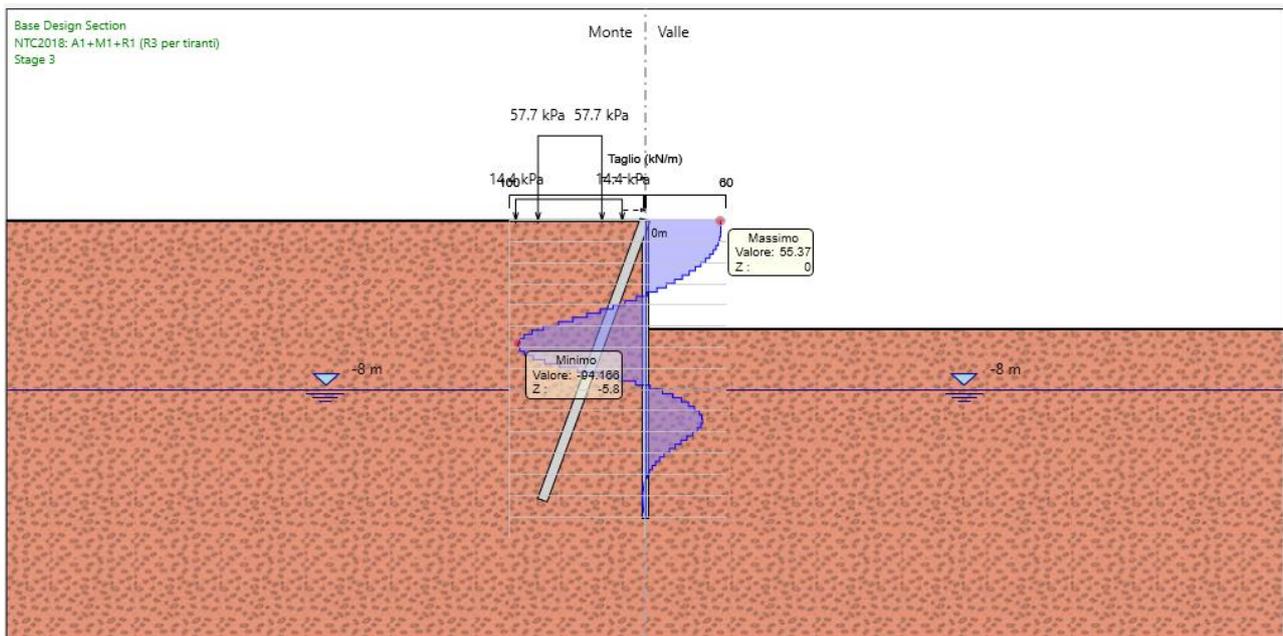


Figura 9. Sforzo di taglio – A1+M1+R3

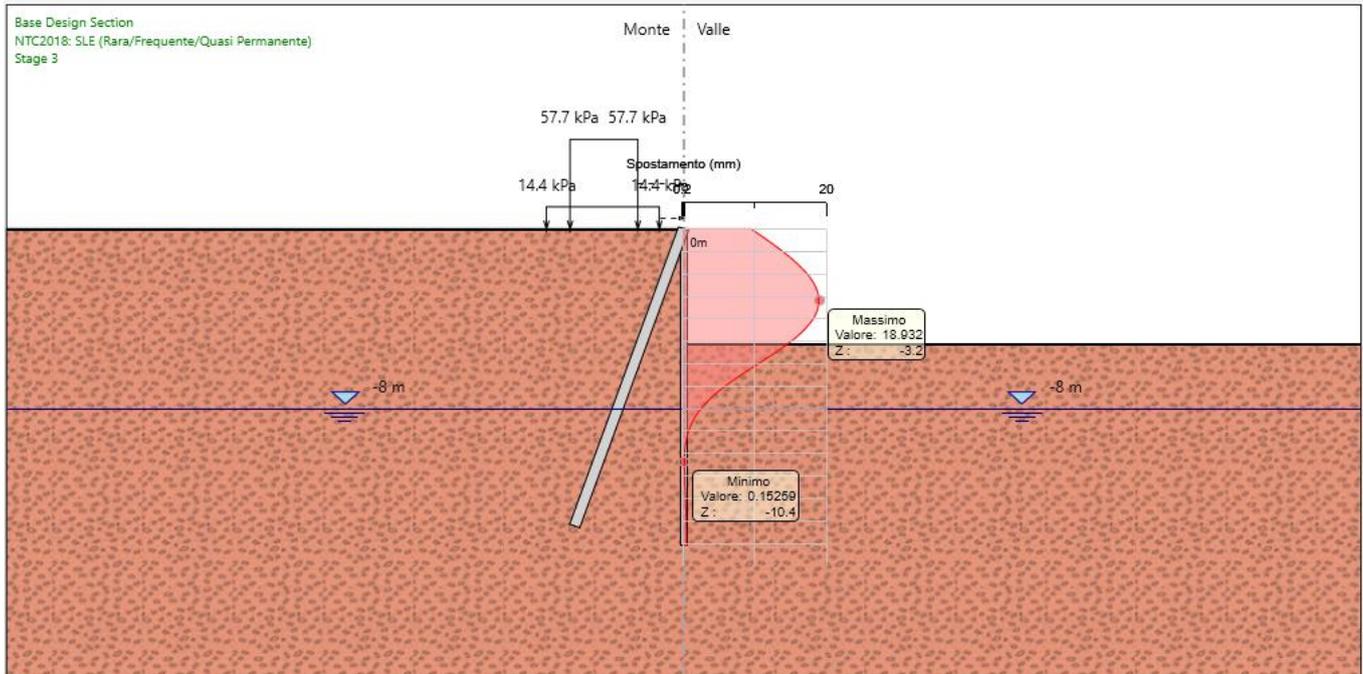


Figura 10. Deformata della parete

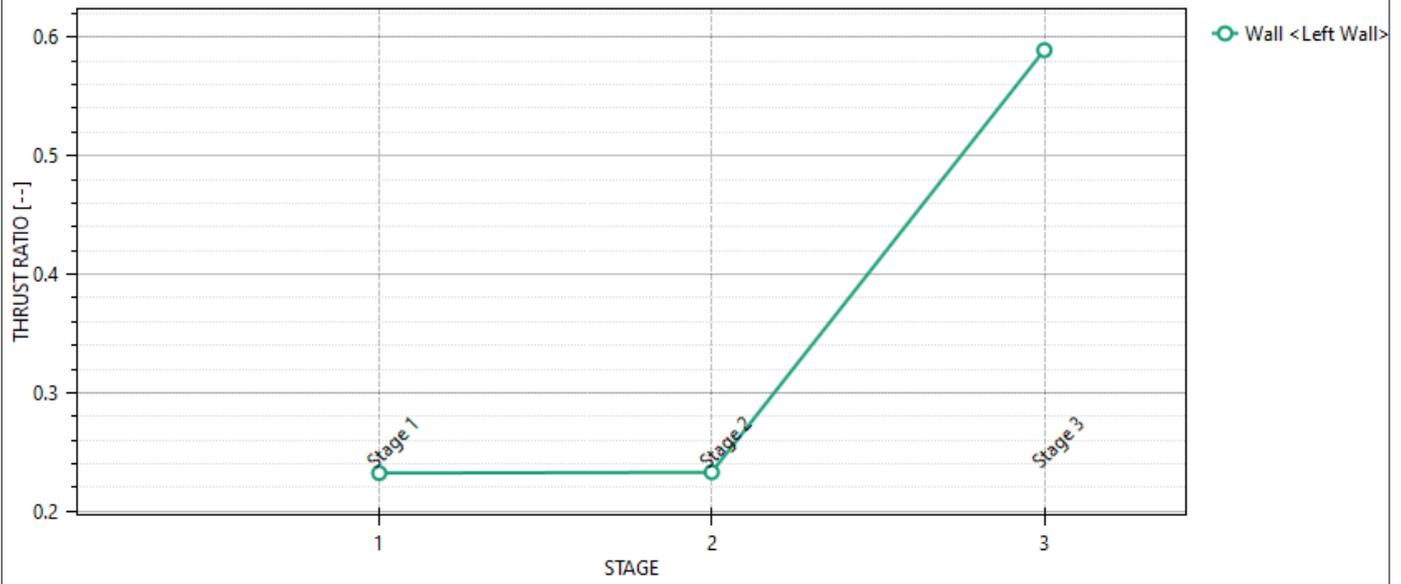
Mobilizzazione spinta passiva

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1> Parete <Left Wall>

Min. spostamento laterale [mm] (Stage 2)	0	Z = -2.4 m D.A.	NTC2018: A2+M2+R1
Max. spostamento laterale [mm] (Stage 3)	39.87	Z = -3.8 m D.A.	NTC2018: A2+M2+R1
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) A2+M2+R1 (Stage 2)	0.2	D.A. NTC2018:	
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) A2+M2+R1 (Stage 3)	0.59	D.A. NTC2018:	

Massimi rapporti di mobilizzazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>



combinazione	fase	Sollecitazioni a metro lineare			Sollecitazioni sul singolo micropalo	
		M _{max}	z (M _{max})	V	M	V
(-)	(-)	(kNm/m)	(m)	(kN/m)	(kNm)	(kN)
SLU-STR	3	140.99	3.6	94.16	63.45	42.37

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 002	C	20 di 37

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari - UNI EN 10219 - 2 -1999

Dot. Ing. Simone Caffè

Diametro esterno nominale	D	219.10 [mm]
Spessore nominale	T	10.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	199.10 [mm]

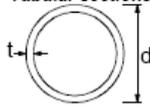
CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	65.7 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	3598 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	7.40 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	328 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	438 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	7197 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	657 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	235 [MPa]
Coefficiente ε	ε	1.00 [-]
Classificazione		
Diametro	d	219.10 [mm]
Spessore	t	10.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.91 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1

Tubular sections



Class	Section in bending and/or compression					
1	d / t ≤ 50e ⁻²					
2	d / t ≤ 70e ⁻²					
3	d / t ≤ 90e ⁻²					
	NOTE For d / t > 90e ⁻² see EN 1993-1-6.					
ε = √(235 / f _y)	f _y	235	275	355	420	460
	ε	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71
	ε ²	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

VERIFICHE DI RESISTENZA		per sezioni di classe 1,2	
$\gamma_{M0} =$	1.05		
$\gamma_{M1} =$	1.1		
Sollecitazioni di progetto			
	$N_{ed} =$	0	KN
	$M_{ed} =$	63.45	KNm
	$V_{ed} =$	42.37	KN
Resistenze di calcolo			
	$N_{c,rd} =$	1470.22	KN
	$M_{c,rd} =$	97.93	KNm
	$V_{c,rd} =$	540.38	KN
Condizione			
$V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd}$	SI	\Rightarrow	taglio non influenza la resistenza a flessione
		\Rightarrow	$\rho = (2V_{cd}/V_{c,rd-1})^2 = 0$
Compressione	$N_{ed}/N_{c,rd} =$	0	≤ 1
Flessione	$M_{ed}/M_{c,rd} =$	0.647909	≤ 1
Taglio	$V_{ed}/V_{c,rd} =$	0.078407	≤ 1
Flessione e Taglio			
	$M_{V,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} =$	97.93042	KNm
	$M_{ed}/M_{V,rd} =$	0.647909	≤ 1
Presso-Flessione			
	$n = N_{ed}/N_{c,rd} =$	0	
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	101.8476	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.647909	≤ 1
Presso-Flessione e Taglio			
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{V,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	101.8476	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.647909	≤ 1

9.3.2 Verifica a sfilamento micropalo a cavalletto

Il micropalo a cavalletto, inclinato di 20° rispetto alla verticale: ha un diametro ϕ 300 con interasse 1.35 m, una lunghezza di 12 m, armato con tubolare ϕ 219.10 di spessore 10 mm. La tecnica di realizzazione adottata è quella dell'iniezione globale unica (IGU).

La forza massima agente sul palo viene confrontato con la resistenza laterale offerta dall'interfaccia palo – terreno:

$$T = 161.89 \text{ kN/m} \cdot 1.35 \text{ m} = 218.55 \text{ kN}$$

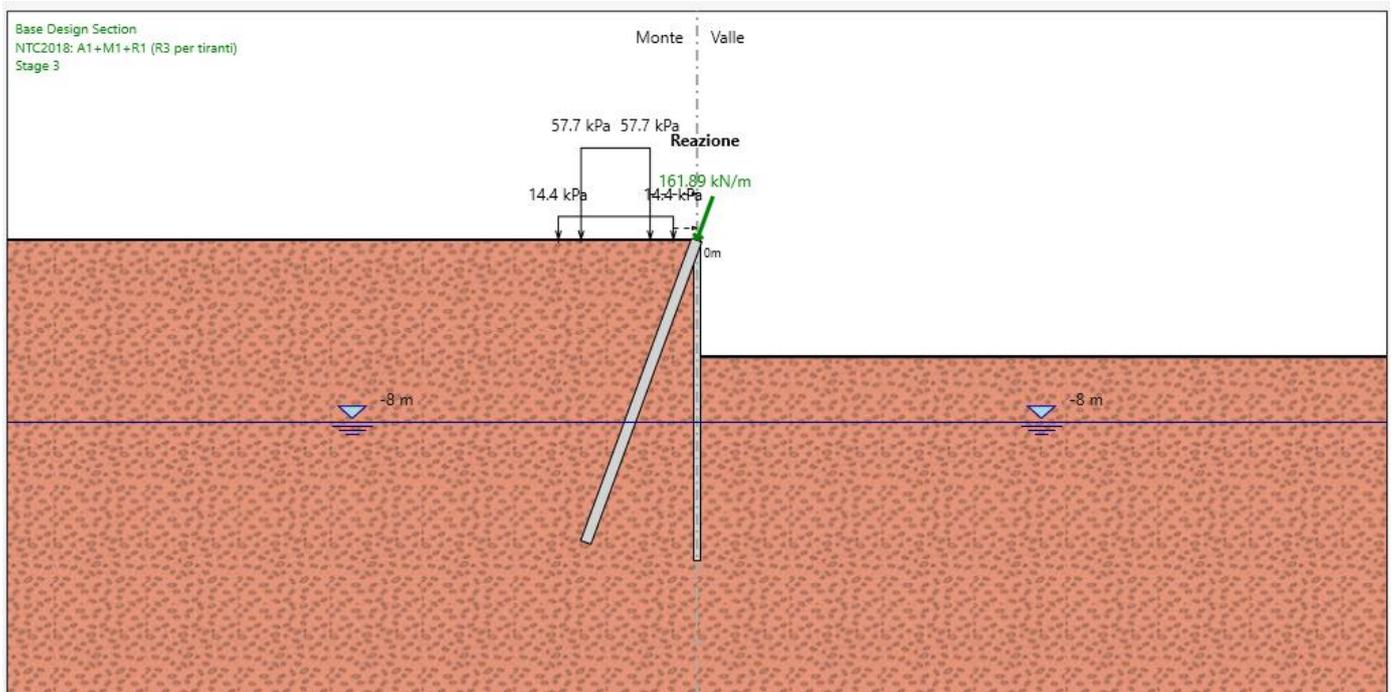


Figura 11. Sforzo assiale massimo sul micropalo a cavalletto

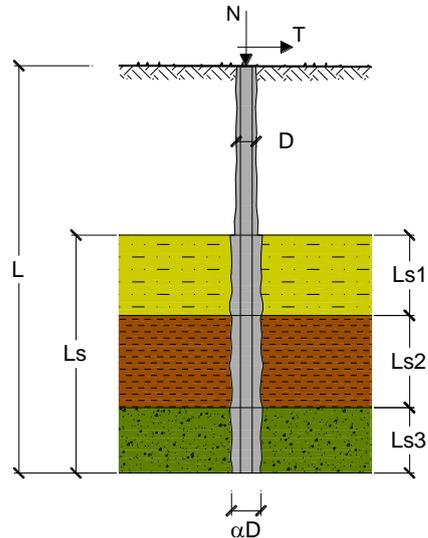
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: micropalo

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-218.55	0.00	-218.55
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 $\phi 219,1 \times 10,0$

$\phi 219,1 \times 10,0$

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 002	C	24 di 37

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3.598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328,475 (mm³)

Tipo di acciaio ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 235 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 224 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 20.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l _{s_i} (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	s _i media (MPa)	s _i minima (MPa)	s _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
L1	12.00	1.10	0.33	0.050	0.050	0.024	292.72
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

L_s = 12.00 (m) Ql = 292.72 (kN)

Capacità portante di punta

Q_p = %Punta * Ql (consigliato 10-15%)

% Punta 0% Q_p = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Q_{lim} = Q_b + Ql

Q_{lim} = 292.72 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

F_s = Q_{lim} / N (F_s > 1)

F_s = 1.34

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta.

I valori dei coefficienti α e s sono stati ottenuti dalle seguenti tabelle:

Il terreno in cui si intesta il micropalo è l'unità geotecnica L1, caratterizzato da limo: per tale motivo si è considerato un valore di α pari a 1.1.

Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Il valore di s viene ricavato dalle curve AL2

Indicazioni per la scelta del valore di s		
TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

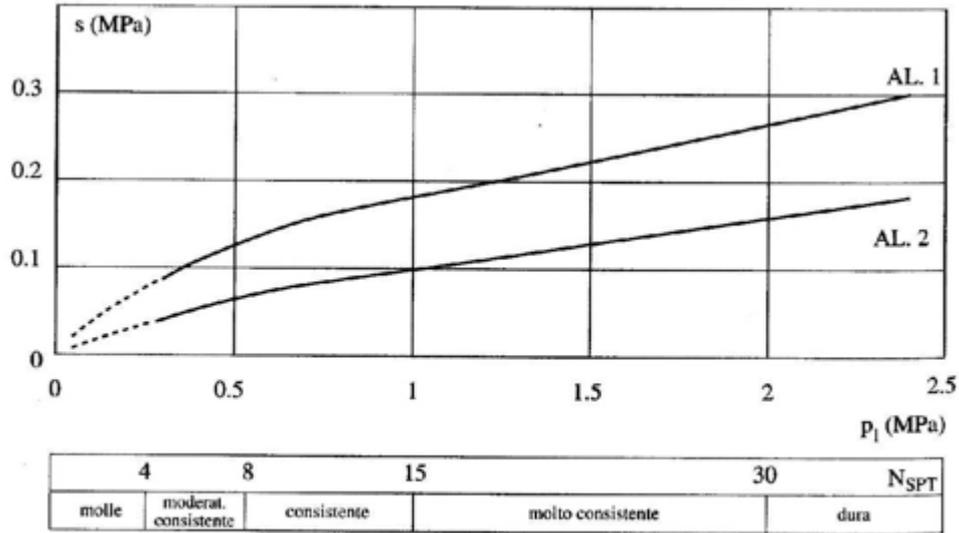


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

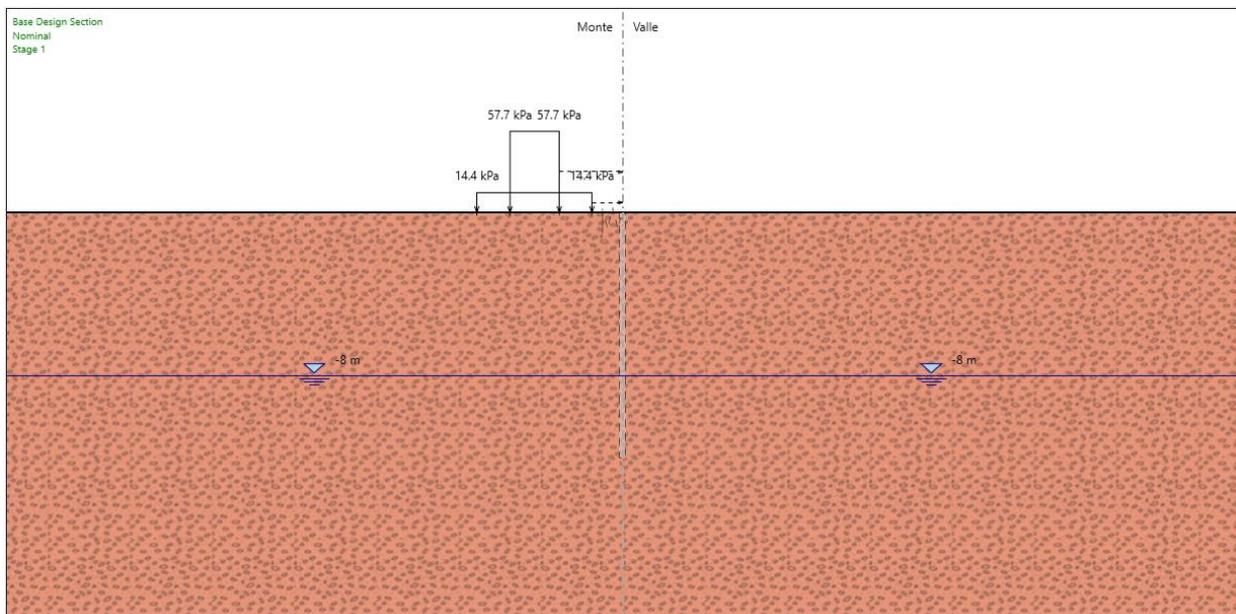
Considerando una consistenza moderata dello strato limoso, si ha un valore di s pari a circa 0.05.

10 MODELLO DI CALCOLO PARATIA PUNTONATA

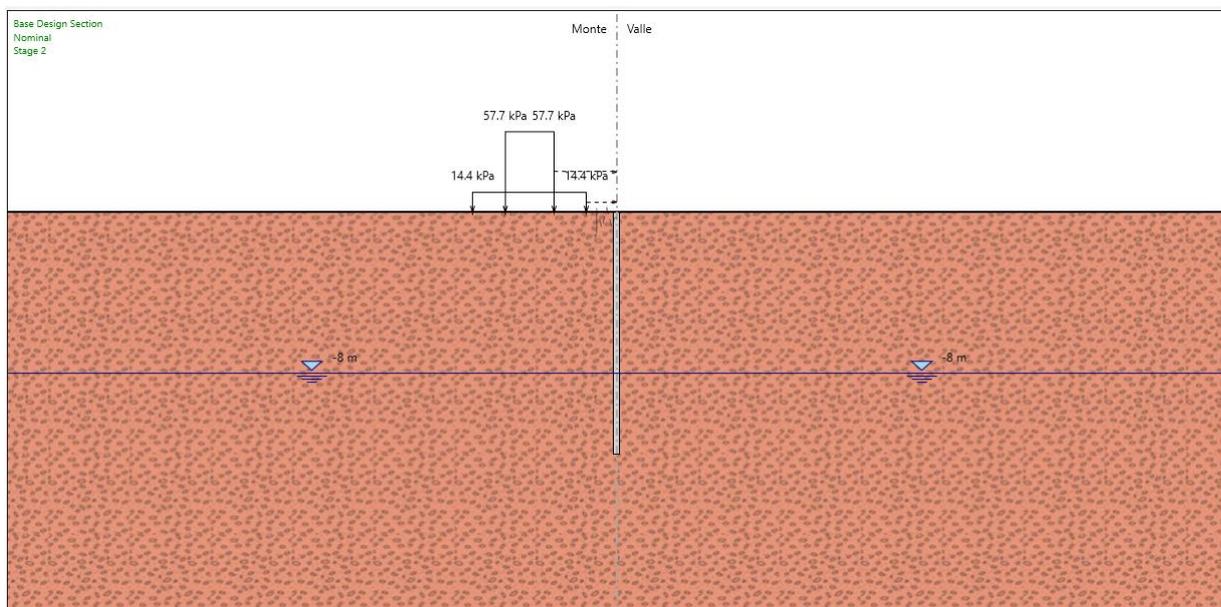
La modellazione dei micropali è stata affrontata mediante l'ausilio del software Paratie Plus 2018, un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da una paratia e permette di valutare il comportamento delle pareti durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

10.1 FASI DI SCAVO E STAGE DI CALCOLO

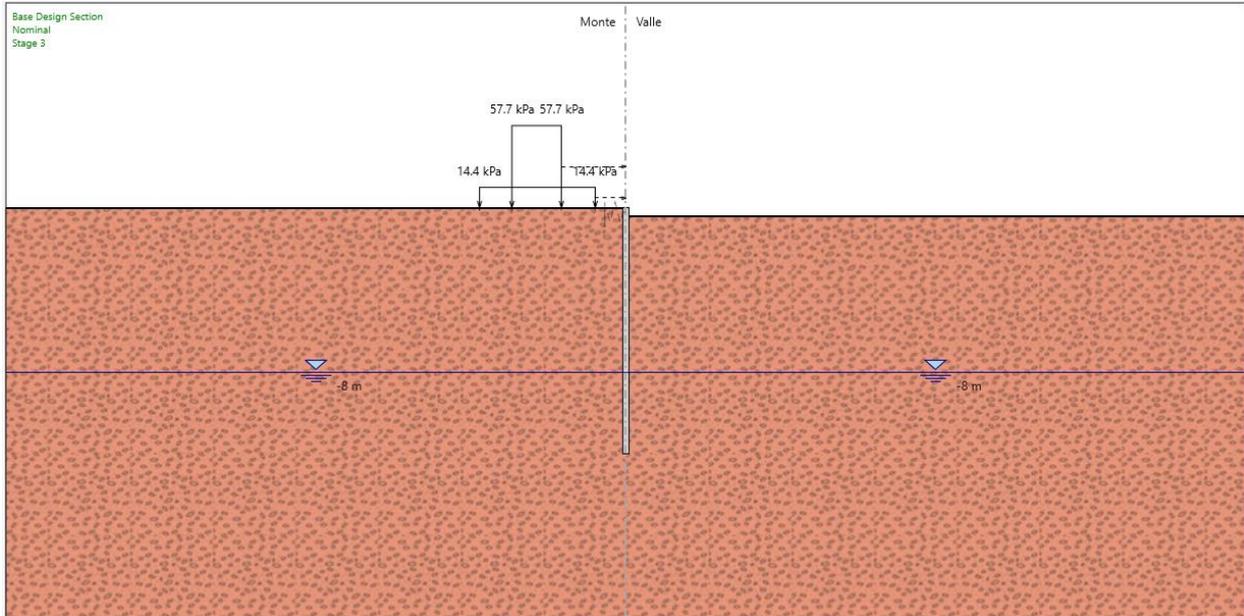
Stage 1 - Geostatica



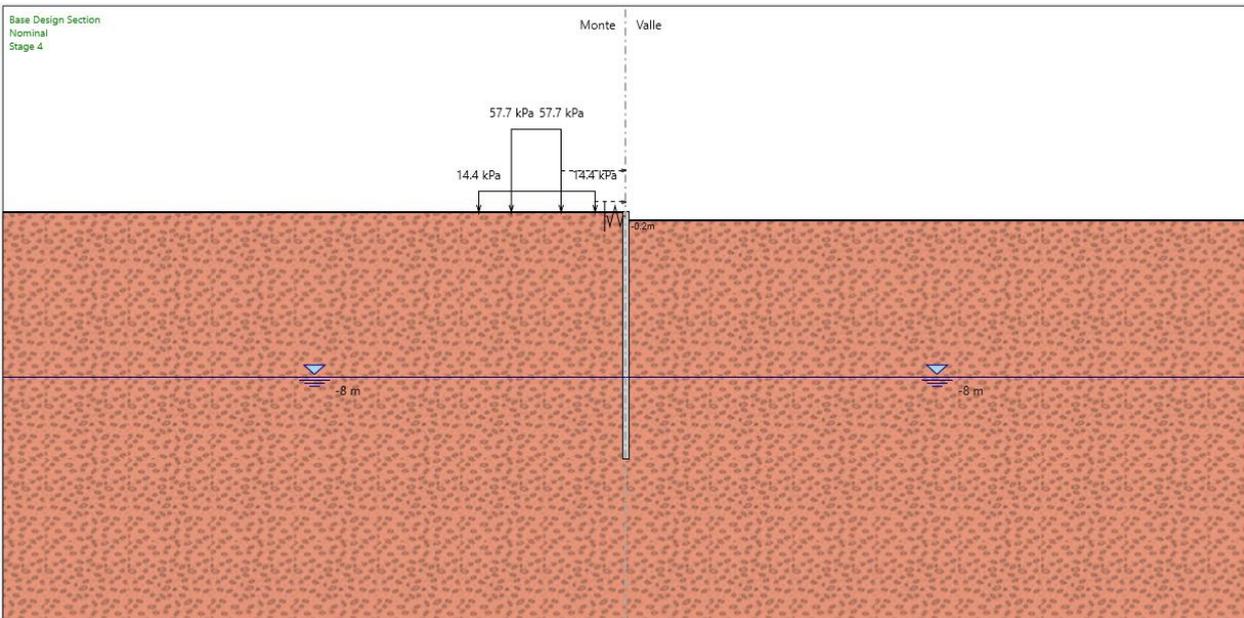
Stage 2 – Realizzazione micropali $\phi 300$, interasse 0.45 m, L = 12 m (+0.40 m cordolo)



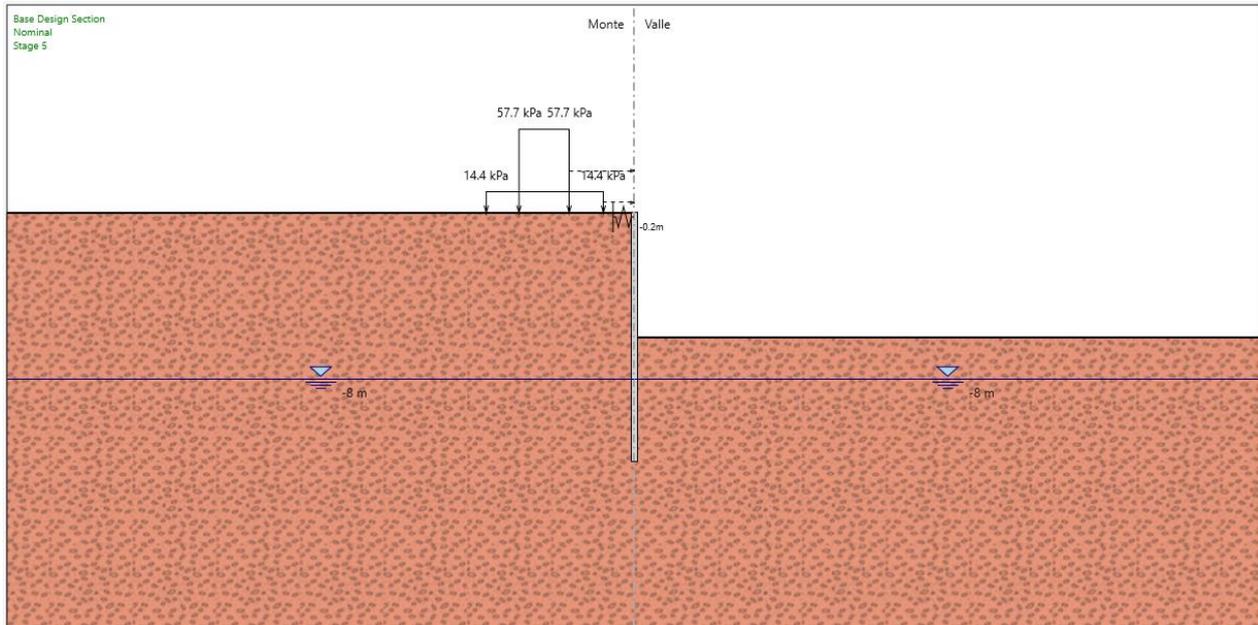
Stage 3 – Scavo fino a quota -0.40 m da piano campagna



Stage 4 – Realizzazione 1° ordine di puntoni a quota -0.20 m da piano campagna, stessa quota del cordolo (è stata assegnata una rigidezza pari a $K = EA/L = 140000 \text{ kN/m}$)



Stage 5 – Scavo fino a quota fondo scavo, -6.00 m da piano campagna.



10.2 DATI GEOTECNICI DI INPUT

Tipologia struttura di sostegno	pali $\phi 300$ ad interasse 0.45 m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 12.40$ m (12.00 m + 0.40 m cordolo)
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 5.50$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2) (da estradosso cordolo)	$H_1 = H + \min [0.5; 10\% \Delta t] = 6.00$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti a monte	$g = 14.40$ kPa
Sovraccarichi permanenti a valle	$g = 0$ kPa
Sovraccarichi accidentali a monte	$q = 57.7$ kPa
Sovraccarichi variabili a valle	$q = 0$ kPa

10.3 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

10.3.1 Verifica paratia

La paratia è costituita da micropali di diametro $\Phi 300$ mm, posti a interasse di 0.45 m, di lunghezza pari a 12 m, con armatura $\Phi 219.1$, spessore 10 mm.

A seguire si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli stati limite ultimi e di esercizio:

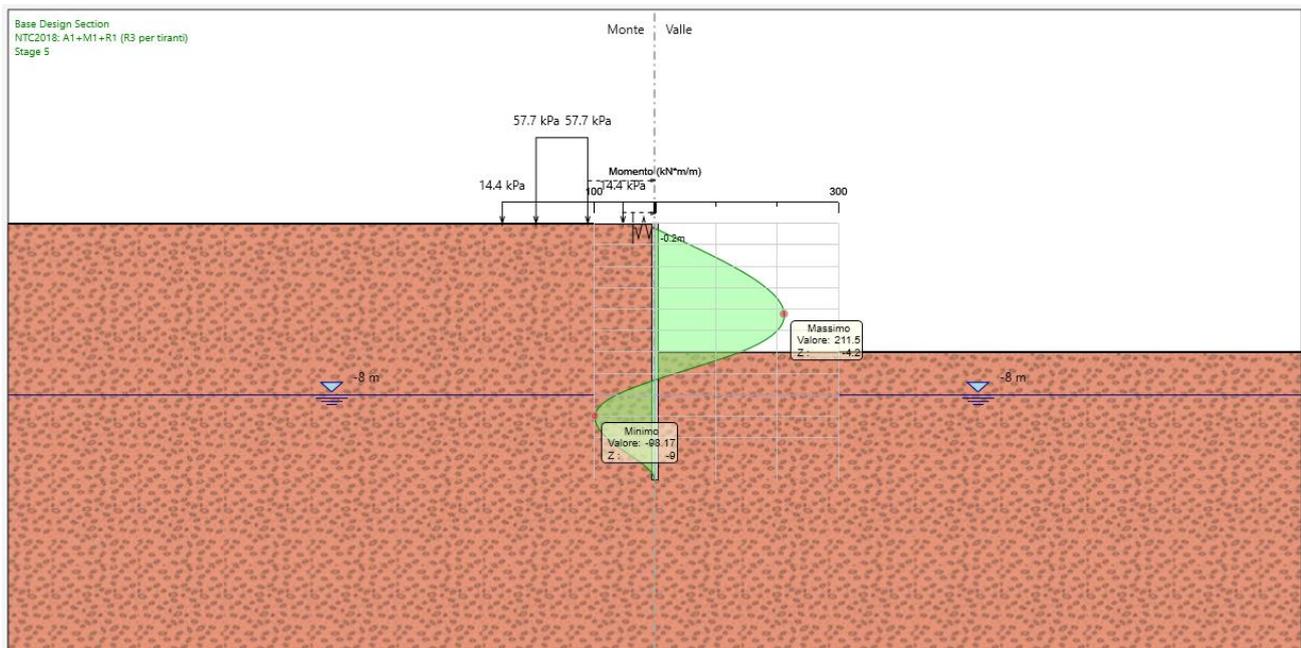


Figura 12. Momenti flettenti – A1+M1+R3

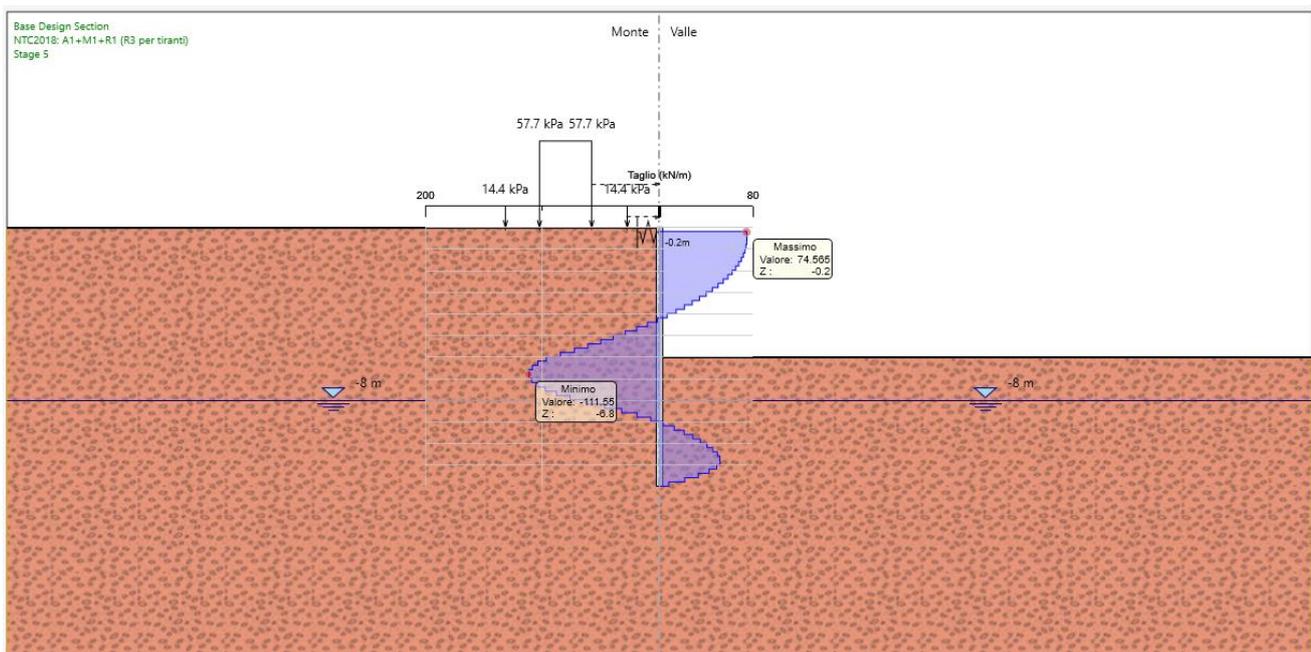


Figura 13. Sforzo di taglio – A1+M1+R3

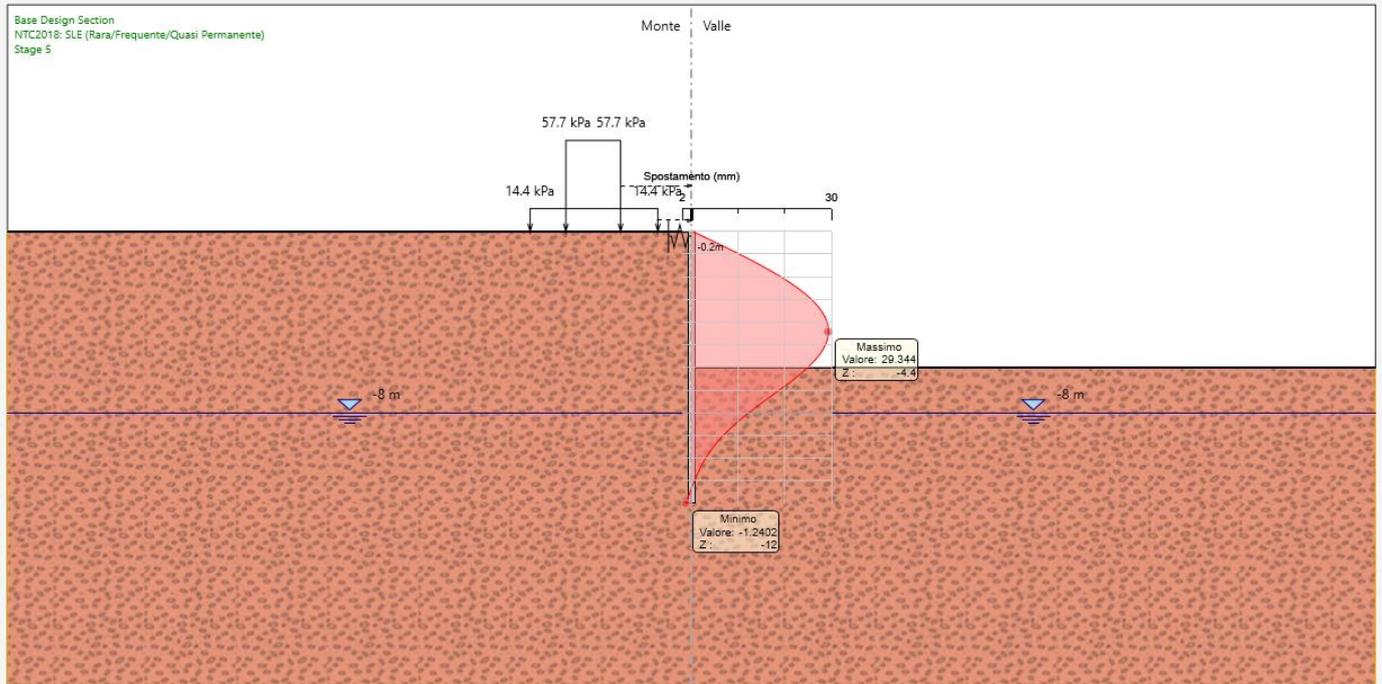


Figura 14. Deformata della parete

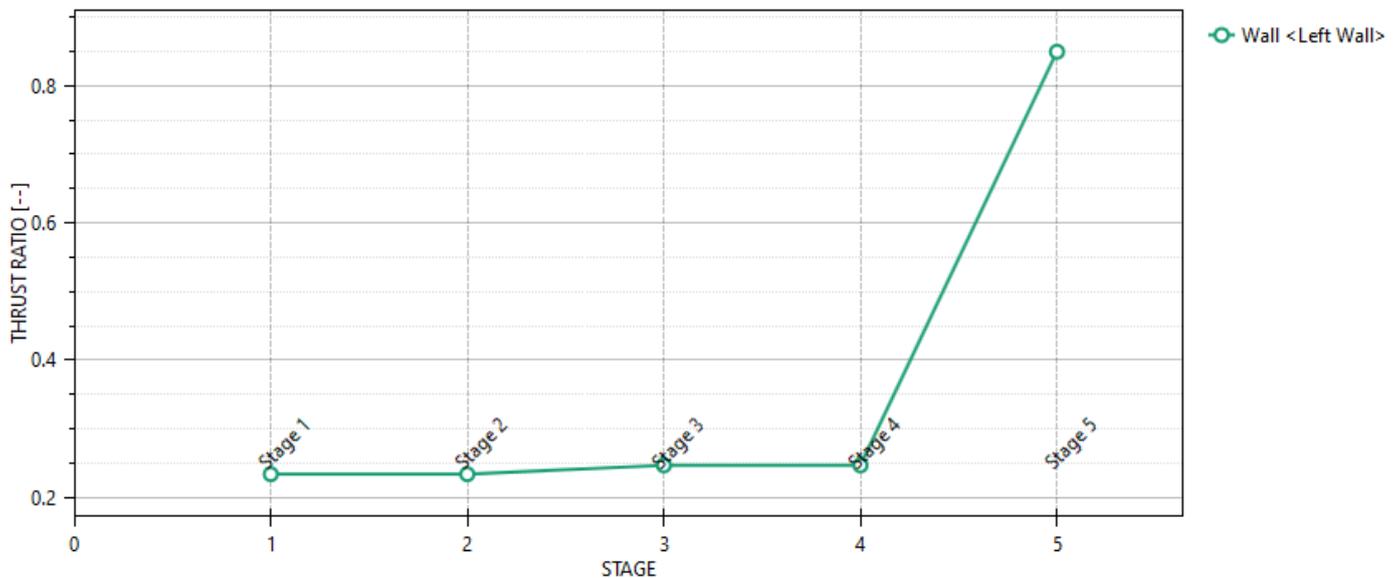
Mobilizzazione spinta passiva

Riepilogo per la DA <NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)> Parete <Left Wall>

Min. spostamento laterale [mm] -1.24 Z = -12 m D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Max. spostamento laterale [mm] 29.34 Z = -4.4 m D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.16 D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) **0.59** D.A. NTC2018: SLE
(Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 5)

Massimi rapporti di mobilizzazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>



combinazione	Sollecitazioni a metro lineare				Sollecitazioni sul singolo micropalo	
	fase	M _{max}	z (M _{max})	V	M	V
(-)	(-)	(kNm/m)	(m)	(kN/m)	(kNm)	(kN)
SLU-STR	5	211.5	4.2	111.55	95.2	50.2

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 002	C	33 di 37

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari - UNI EN 10219 - 2 -1999

Dot. Ing. Simone Caffè

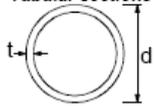
Diametro esterno nominale	D	219.10 [mm]
Spessore nominale	T	10.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	199.10 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	65.7 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	3598 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	7.40 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	328 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	438 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	7197 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	657 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	235 [MPa]
Coefficiente ε	ε	1.00 [-]
Classificazione		
Diametro	d	219.10 [mm]
Spessore	t	10.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.91 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1

Tubular sections						
						
Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50e^{-2}$					
2	$d/t \leq 70e^{-2}$					
3	$d/t \leq 90e^{-2}$					
NOTE For $d/t > 90e^{-2}$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f _y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε ²	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

VERIFICHE DI RESISTENZA		per sezioni di classe 1,2	
$\gamma_{M0} =$	1.05		
$\gamma_{M1} =$	1.1		
Sollecitazioni di progetto			
	$N_{ed} =$	0	KN
	$M_{ed} =$	95.2	KNm
	$V_{ed} =$	50.2	KN
Resistenze di calcolo			
	$N_{c,rd} =$	1470.22	KN
	$M_{c,rd} =$	97.93	KNm
	$V_{c,rd} =$	540.38	KN
Condizione			
$V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd}$	SI	\Rightarrow	taglio non influenza la resistenza a flessione
		\Rightarrow	$\rho = (2V_{cd}/V_{c,rd}-1)^2 = 0$
Compressione	$N_{ed}/N_{c,rd} =$	0	≤ 1
Flessione	$M_{ed}/M_{c,rd} =$	0.972119	≤ 1
Taglio	$V_{ed}/V_{c,rd} =$	0.092897	≤ 1
Flessione e Taglio			
	$M_{V,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} =$	97.93042	KNm
	$M_{ed}/M_{V,rd} =$	0.972119	≤ 1
Presso-Flessione			
	$n = N_{ed}/N_{c,rd} =$	0	
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	101.8476	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.972119	≤ 1
Presso-Flessione e Taglio			
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{V,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	101.8476	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.972119	≤ 1

10.3.2 Verifica puntone

Il puntone è un tubolare in acciaio con armatura $\Phi 244.5$, spessore 10 mm, con interasse pari a 5 m e lunghezza di 9.94 m.

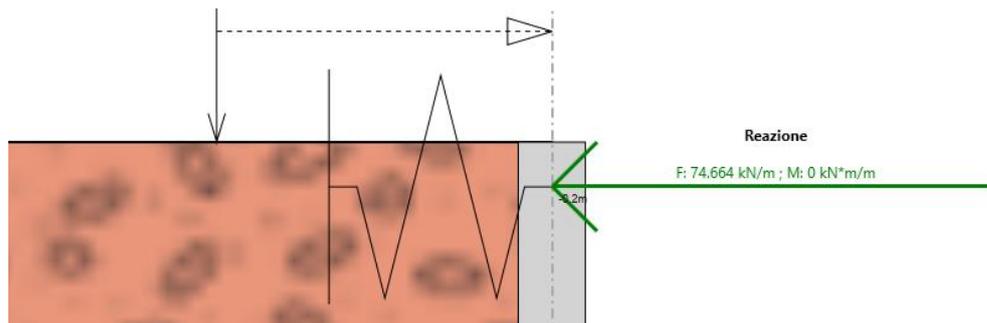


Figura 15. Sforzo assiale a metro lineare

La sollecitazione sul singolo puntone è ottenuta moltiplicando la lo sforzo assiale per il braccio:

$$F_{\text{puntone}} = N \times i = 74.66 \times 5 = 373.3 \text{ kN.}$$

Oltre all'azione di compressione esercitata dalla paratia, il puntone è soggetto ad un momento e un taglio generati dal peso proprio dell'elemento stesso:

A	73.7	cm ²	Area sezione tubolare
γ	7860	kg/m ³	Peso specifico acciaio
P	57.93	kg/m	Peso tubolare a metro lineare

In condizioni statiche, moltiplicando tale valore per il relativo coefficiente di sicurezza ($\gamma = 1.35$) si ottiene $P = 78.2 \text{ kg/m} = 0.782 \text{ kN/m}$. Considerando lo schema di trave semplicemente appoggiata ($M = PL^2/8$, $V = PL/2$, con $L = 9.94 \text{ m}$) si ottengono i seguenti valori:

M_{ed}	8.6	kNm	Momento di progetto
V_{ed}	3.67	kN	Taglio di progetto

VERIFICHE DI RESISTENZA		per sezioni di classe 1,2	
$\gamma_{M0} =$	1.05		
$\gamma_{M1} =$	1.1		
Sollecitazioni di progetto			
	$N_{ed} =$	373.3	KN
	$M_{ed} =$	8.6	KNm
	$V_{ed} =$	3.67	KN
Resistenze di calcolo			
	$N_{c,rd} =$	1648.81	KN
	$M_{c,rd} =$	123.15	KNm
	$V_{c,rd} =$	606.03	KN
Condizione			
$V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd}$	SI	\Rightarrow	taglio non influenza la resistenza a flessione
		\Rightarrow	$\rho = (2V_{cd}/V_{c,rd}-1)^2 = 0$
Compressione	$N_{ed}/N_{c,rd} =$	0.226405	≤ 1
Flessione	$M_{ed}/M_{c,rd} =$	0.069835	≤ 1
Taglio	$V_{ed}/V_{c,rd} =$	0.006056	≤ 1
Flessione e Taglio			
	$M_{v,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} =$	123.148	KNm
	$M_{ed}/M_{v,rd} =$	0.069835	≤ 1
Presso-Flessione			
	$n = N_{ed}/N_{c,rd} =$	0.226405	
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	117.8229	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.072991	≤ 1
Presso-Flessione e Taglio			
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{v,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	117.8229	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.072991	≤ 1

STAZIONE DI PONTECAGNANO
Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL FV0300 002	C	37 di 37

VERIFICA DI STABILITA'

E =	210000	MPa	$\alpha =$	0.21	vedi Tab. 4.2.VI N.T.C.
$f_{yk} =$	235	MPa	$v =$	0.3	
A =	0.007367	m ²	G =	80769	MPa
$J_y = J_z =$	0.00005073	m ⁴	$K_c =$	0.94	vedi Tab. 4.2.VIII N.T.C.
$J_t =$	0.00010146	m ⁴	K =	1	vedi Prosp. F1.1 e F1.2 EC3 Appen. F
$J_w =$	0.000001395	m ⁶	$K_w =$	1	vedi EC3 App. F par F1.2 P(4)
i =	0.0830	m	C1 =	1.132	vedi Prosp. F1.1 e F1.2 EC3 Appen. F
l =	15	m	$\alpha_{LT} =$	0.76	vedi Tab. 4.2.VII N.T.C.
$\beta =$	1		$\alpha_{my} =$	0.9	vedi Tab. C4.2.VI Circolare 617/09
l ₀ =	15	m			
$\lambda =$	181				
$N_{cr,y,z} =$	0.467	MN			
$\lambda^* =$	1.925	< 0.2	NO	considero instabilità a compressione	
		$N_{ed} < 0.04N_{cr}$	NO	considero instabilità a compressione	
$\Phi =$	2.533				
$\chi_y = \chi_z =$	0.23919				
$M_{cr} =$	2.2170	MNm			
$\lambda_{LT} =$	0.242	≤ 0.4	SI	trascuro instabilità flessionale	

Considero l'instabilità a compressione

$$\frac{N_{ed} \cdot \gamma_{M1}}{X_y \cdot A \cdot f_{yk}} = 0.992 \leq 1 \quad \text{VERIFICATO}$$